

剪斷壁의 兩端部 기동식 補強技法 研究

Experimental Study on the Confining Effects of Various Detailing Methods
at Ends of Flexural Shear Walls

◦김 두영*, 천 영수*, 조 순호**, 최 기봉***, 정 하선****, 이 리형*****
Kim, Doo-Young Chun, Young-Soo Cho, Soon-Ho Choi, Gi-Bong Jung, Ha-Sun Lee, Li-hyung

ABSTRACT

To develop the detailing methods at the ends of flexural shear walls, which are satisfying the ductility requirement corresponding to $R = 3.5$ and capable of improving the constructibility, tests of ten isolated cantilever shear walls were carried out under the load condition comprising the cyclic lateral and constant vertical loads. Major test parameters include the way of detailing and arrangement of transverse reinforcement in the boundary elements at the ends of walls, and placement of vertical reinforcement. From tests, comparable ductile behavior in test specimens incorporating the channel type of open hoops, compared with those incorporating the regular type of closed hoops, was observed.

1. 序 論

철근 콘크리트조 벽식 구조물을 구성하는 전단벽의 양단부를 기동식으로 보강하는 경우, 1989 ACI Building Code 등에서 제시하고 있는 기동식 보강방법을 채택하여 수행할 수 있다. 그러나, 이들 상세설계는 최대 예상 지진세기가 0.15-0.40g인 지진지역에서 채용되는 것으로, 0.12g인 우리나라에서는 과다 설계의 가능성을 줄 뿐만 아니라, 조밀한 배근 간격 및 상세로 시공성의 저하를 초래할 수 있다.

따라서, 본 연구에서는 국내 건설현장 여건을 적극적으로 수용하는 측면에서, 시공성 및 경제성 향상이 기대되고, 동시에 구조적인 측면에서 $R = 3.5$ 를 만족시키는 연성 증진효과가 예상되는 전단벽 양단부 기동식 보강방법을 실험적 검증을 통하여 도출하고, 아울러 이들 보강방법에 대한 설계 지침을 제시하고자 한다.

* 대한주택공사 주택연구소 연구원
** 대한주택공사 주택연구소 선임연구원
*** 경원대학교 토목공학과 교수
**** 대한주택공사 주택연구소 연구위원
***** 한양대학교 건축공학과 교수

2. 實 驗

2.1 試驗體

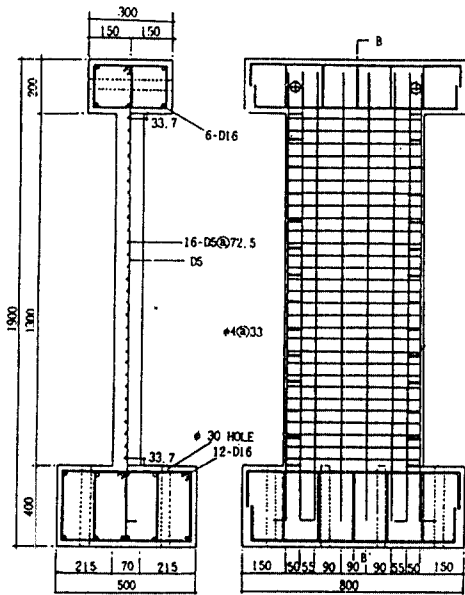
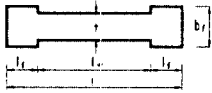
본 연구에서는 휨 파괴 모드가 지배하는, 형상비(H/L) 2.8인 캔틸레버형 전단벽의 양단부 경계요소 내 수직 철근을 구속하는 수평 타이철근의 보강 형태와 배근 간격, 그리고 전단벽의 단면형상 및 웨브 벽체 내 수직 철근의 배근 방법을 실험 변수로 하여, 이들 변수로 인한 부재의 강도 및 연성증진효과를 파악하고자 모두 10개의 시험체를 제작하였다.

시험체는 국내에서 일반적인 15층 R.C 벽식 구조 아파트의 최하층에 위치한 벽체들 중 가장 불리한 벽체 단면을 대상 모델로 선정하여 압축지역 춤(Compression Zone Depth)을 1/3 축소한 것으로, 그림 1과 같이 높이 140 cm, 길이 50 cm, 그리고 두께 7 cm이다. 시험체별 단면형상 및 배근 상세는 표 1과 같다.

시험체 설계는 동일한 설계배경을 가지는 ACI 318-89와 UBC 88에 따라 부재설계를 수행하고, 동시에 전단벽의 기동식보강에 대한 설계를 상세하게 제시하고 있으며, 아울러 한계상황 설계법을 채택하고 있는 CSA-23.1에 근거하여 부재의 연성 검토하였다.

표 1. 試驗體別 斷面 形狀 및 配筋 詳細

Specimen Identification		l (cm)	l _w (cm)	l _f (cm)	b _f (cm)	l (cm)
HA1		50	36	7	7	7
HB1		50	36	7	7	7
HC1,HC2		50	36	7	7	7
HD1,HD2		50	36	7	7	7
HE1,HE2		50	36	7	7	7
HF1		50	36	7	7	7
HG1		50	36	7	10	7



B-B' 단면
그림 1. 試驗體 詳細

2.2 材料

시험체의 제작 때 사용된 콘크리트의 압축 강도는 216 kg/cm² 이고, 인장 강도는 23 kg/cm²이다. 본 실험에서 사용된 철근의 물리적 성질 및 강도는 표 2와 같다.

표 2 鐵筋의 引張 強度

Bar Specification		f _y (Kg/cm ²)	ε _y (x 10 ⁻³)	f _u (Kg/cm ²)
Deformed Bar	D 6	3,320	2.553	4,300
	D 5	3,390	2.511	5,700
Round Bar	Φ 4	4,280	2.845	6,200

2.3 實驗 裝置 및 測定

실험은 7.5 m x 4.5 m의 실험대(Testing Bed)와 4 m x 4.5 m의 반력벽(Reaction Wall)을 이용하여 실시하였으며, 시험체의 설치 상황을 그림 2에 나타내었다.

횡하중은 하중 도입부(가력보)와 같은 높이의 반력벽에 설치된 30 ton Oil Jack을 사용해 그림 3과 같은 변위 이력으로 가력되었고, 축력은 시험체 상부 프레임에 설치된 30 ton Oil Jack을 이용하여 양단 경계요소에 0.1f_c'A_{b0}(A_{b0}는 경계요소의 단면적) 크기로 실험 종료 시까지 일정하게 가력하였다. 이때, 벽판의 면의 좌굴 방지를 위하여 시험체 양단부에 좌굴방지용 보 및 볼 형식의 기구(Guide Beam and Ball Jig)를 설치하였다.

시험체의 휨거동을 파악하기 위해 가력보 단부에 적용된 하중과 변위, 경계 요소의 신축 변형, 철근의 변형도 및 균열 진행 상황 등을 측정하였다. 실험 진행 동안에 획득된 전 실험 데이터는 Data Logger(Tokyo Sokki, TDS 601)를 통해 Floppy Diskette에 저장하였다.

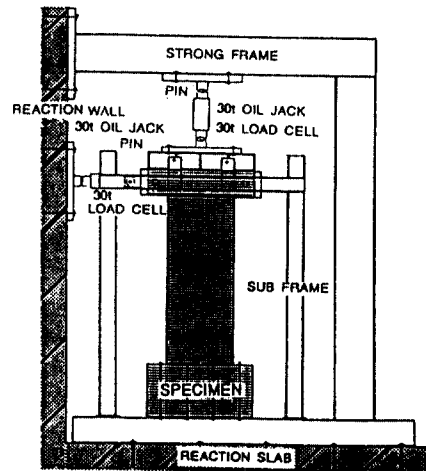


그림 2. 試驗體 設置狀況

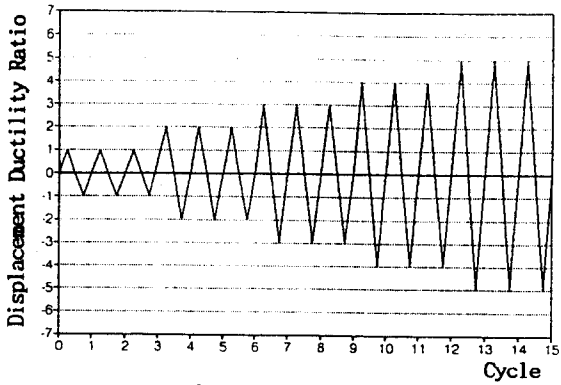


그림 3. 변위履歴

3. 實驗 結果 및 分析

3.1 實驗 結果

3.1.1 龜裂 및 破壞 狀況

모든 시험체에 있어서 최종 파괴 상황에 이를 때까지의 균열진행 과정은 거의 유사하게 나타났다.

즉, 벽체와 기초의 접합면에서 휨 균열이 발생한 후, 부재 회전각이 증가함에 따라 이러한 휨 균열은 벽체의 상부로 확장되었다. 부재 회전각 $R = 1/1360$ 정도에 이르러 인장축 연단에서 초기 휨균열이 발생하였고, 부재회전각이 증가함에 따라 이러한 휨균열은 경계요소 및 벽체 상부로 확산되어갔다. 이 후, 압축축 연단에서 수평균열이 발생하고 인장 연단의 주근에서 항복이 발생하였으며, 부재 회전각이 증가함에 따라 휨균열은 휨 전단 균열로 발전되었다. 대각선 방향의 전형적인 전단균열은 실험종료 시까지 발생하지 않았으나, 경계 요소 내 주근의 항복 후 변형이 증가함에 따라 벽체의 휨 압축연단에서 콘크리트의 압괴가 발생하면서 최종 파괴되었다(그림 4 참조).

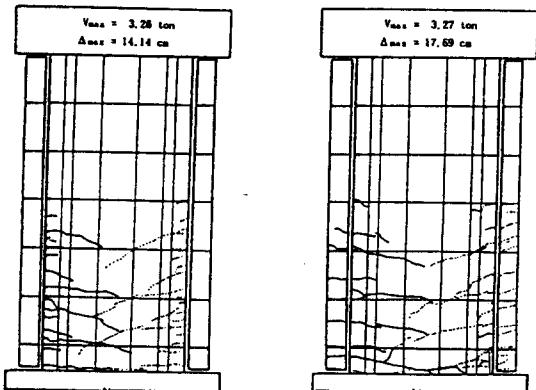


그림 4. HD1 및 HD2 試驗體 最終破壞 狀況

수평 타이철근의 간격이 좁은 HC1, HD1, HE1 시험체는 각각 HC2, HD2, HE2 시험체에 비하여 벽체 전면에 균열이 보다 확산되어 발생되었으며, 장방형 단면의 HC1 시험체와 바벨형 단면의 HG1 시험체의 균열 진전상황은 서로 유사하게 나타났다. HC1 시험체가 HG1 시험체에 비하여 벽체 상부까지 균열이 확산되어 발생되었다(그림 5 참조).

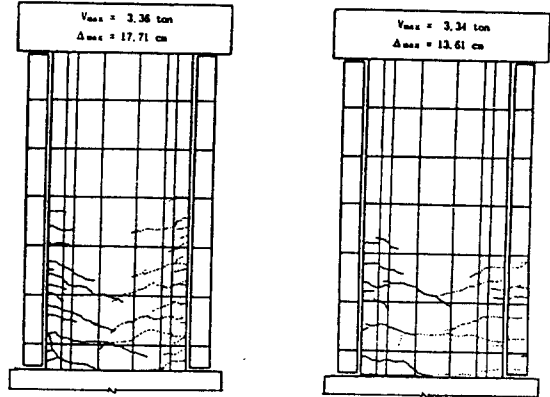


그림 5. HC1 및 HG1 試驗體 最終破壞 狀況

3.1.2 荷重-變位 關係曲線

시험체의 하중-변위 관계 곡선으로부터 전체적인 이력거동을 파악하고, 아울러 강도와 강성의 변화 및 에너지 소산능력에 대한 비교 평가를 수행하였다.

각 시험체의 최대 층간변위는 대략 1.25% 정도로서 UBC 및 ATC 3-06의 지진위험군에 따른 허용 범위 1~1.5%에 해당되는 층간변위를 보이고 있다.

그림 6과 7에 보여지듯이, 각 시험체는 연성비가 작은 초반 사이클에서 하중-변위 관계 곡선은 서로 유사하게 나타났으나, 연성비가 큰 후반 사이클에서는 차이를 보여주고 있다.

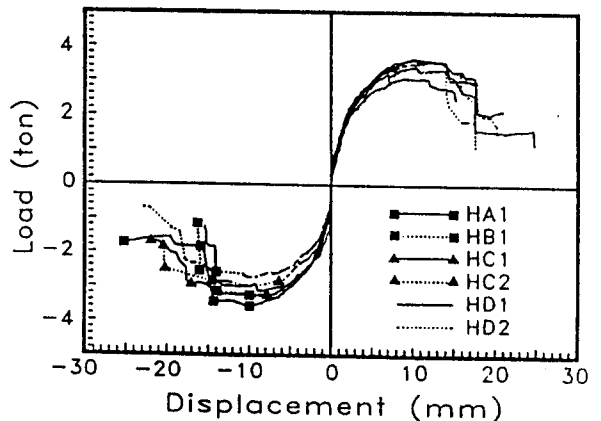


그림 6. HA1, HB1, HC1, HC2, HD1, HD2 試驗體의 荷重-變位 曲線

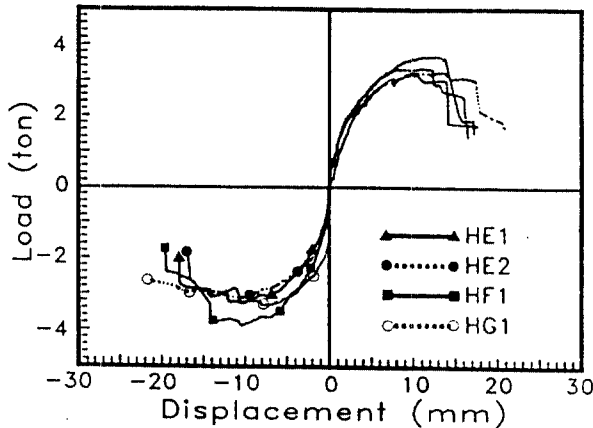


그림 7. HE1, HE2, HF1, HG1
시험체의 荷重-變位 曲線

3.1.3 鐵筋의 變形度

경계요소 내 수평 타이철근 및 웨브 내 수평철근은 파괴 시까지 탄성 상태인 것으로 나타났으나, 시험체의 인장축 경계요소 내 수직 철근, 임계 단면에 위치한 웨브 벽체내 수직 철근은 상당한 비탄성 변형을 하고 있는 것으로 나타났다.

3.2 實驗 結果의 分析

3.2.1 試驗體別 強度

시험체의 측정된 강도는 계산 강도의 0.92 - 1.12 배로서, 시험체 모두가 휨 파괴됨을 보여주는 것으로, 일반 보이론과 일치하였다.

3.2.2 延性 評價

부재의 연성은 최대 강도에 도달한 이후 20%의 강도저하 발생 시의 최대 횡변위를 초기 항복 시의 횡변위로 나눈 값으로 평가하였다. 이 때, 초기 항복은 경계 요소 내 인장철근 전체가 항복하는 경우이다. 시험체별 연성능력에 대하여 평가한 결과는 표 4와 같다. 표 4에 나타나듯이,

1) HB1 시험체의 연성비는 HA1 시험체의 연성비와 거의 동일하다. 따라서, Γ 형 수평 타이 철근을 사용해서 기둥식 보강하는 것은 휨전단벽의 연성 증진에 영향을 미치지 않는다는 것을 알 수 있다.

2) 시험체 HC1과 HC2, HD1과 HD2, 그리고 HE1과 HE2 각각의 연성비를 비교하면, 수평 타이 철근의 배근 간격이 실험 모델에서 30 cm인 HC2, HD2, 그리고 HE2 시험체는 시험체 HA1과 비교해서 상대적으로 높은 연성비를 가지나, 그 증진은 미소한 것으로 나타났다. 그러나, 실험 모델에서 배근 간격이 10cm인 시험체 HC1, HD1, 그리고 HE1

표 4. 試驗體別 強度 및 延性比

Specimens	Δy (mm)	V_y (ton)	Δs_{max} (mm)	V_{max} (ton)	$\Delta s_{0.8max}$ (mm)	$V_{0.8max}$ (ton)	$\frac{\Delta s_{0.8max}}{\Delta y}$
HA1	3.06	2.56	10.16	3.72	14.91	2.98	4.9
HB1	2.82	2.11	10.49	3.50	14.00	2.80	5.0
HC1	3.16	2.59	9.94	3.36	17.71	2.69	5.6
HC2	2.98	2.32	10.15	3.22	15.97	2.58	5.2
HD1	2.36	2.43	8.76	3.26	14.14	2.61	6.0
HD2	3.37	2.41	10.34	3.27	17.69	2.62	5.2
HE1	2.51	2.45	10.41	3.90	14.76	3.12	5.9
HE2	3.40	2.16	13.84	3.24	17.72	2.59	5.2
HF1	3.02	2.21	10.19	3.51	17.71	2.63	5.7
HG1	2.37	1.85	11.43	3.34	13.61	2.67	5.8

시험체에 있어서는 연성 증진이 상대적으로 크게 나타났다.

3) Γ 형 또는 Γ 형 수평 타이 철근으로 보강된 HC1 및 HF1 시험체의 경우, 폐쇄형 표준 후프보강된 HE1 시험체와 거의 동일한 연성을 가지는 것으로 나타났다.

4) 동일한 배근 형태 및 간격을 가지는 장방형 시험체 HC1과 바벨형 시험체 HG1에 대한 연성비를 비교하면, 바벨형 단면의 경우가 미소하게 높다. 따라서, 부재의 연성 증진에 있어서 단면 형상이 영향을 미치는 것으로 판단된다.

3.2.3 에너지 消散能力

수평 타이철근 형태에 따른 연성비별 에너지 소산량을 나타낸 그림 8에서 보여지듯이, 연성비 4 일 때까지 Γ 형 수평 타이철근으로 보강된 HC1 시험체에 있어서 총 에너지 소산량은 336.2(t·mm), 폐쇄형 표준후프를 채용한 HE1 시험체의 총 에너지 소산량은 328.6(t·mm), Γ 형 수평 타이철근으로 보강된 HF1 시험체의 총에너지소산량은 330.6(t·mm)으로 나타났다. 이러한 결과로부터 경계요소 내 수평 타이 형태에 따른 에너지 소산량은 큰 차이를 보이고 있지 않음을 알 수 있다.

수평타이 간격에 따른 연성비별 에너지 소산량을 비교하면, 수평 타이 간격이 조밀한 HE1 시험체의 총 에너지소산량은 연성비 4 일때까지 328.6(t·mm)으로 나타났으며, HE2 시험체의 경우 284.4(t·mm)으로 나타났다. 이러한 결과로부터 수평타이 간격이 조밀한 시험체가 약간 높은 에너지소산능력을 확보하고 있음을 알 수 있었다(그림 9 참조).

그림 10에 보여지듯이, 연성비 3 일 때까지 각 시험체의 총 에너지 소산량은 바벨형 단면의 HG1 시험체 경우 248.09(t·mm)으로 장방형 단면의 HC1 시험체가 보다 38% 높게 나타났다.

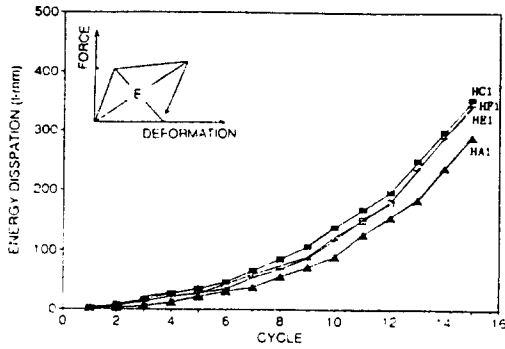


그림 8. 試驗體 HC1, HE1, HF1의 延性比別 에너지 消散量

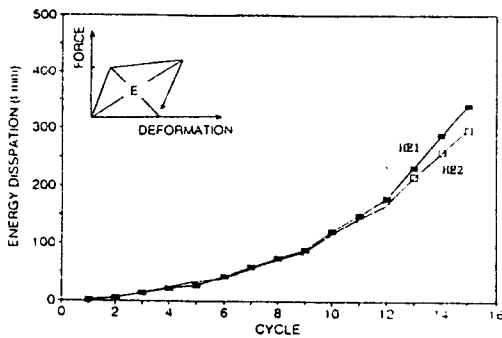


그림 9. 試驗體 HE1과 HE2의 延性比別 에너지 消散量

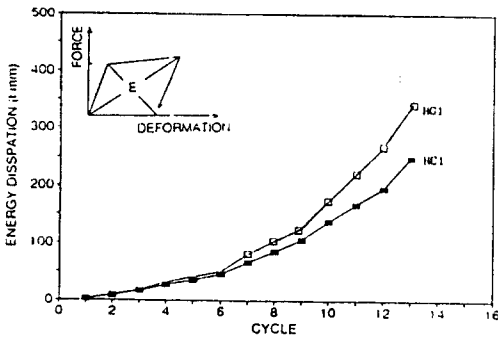


그림 10. 試驗體 HC1와 HG1의 延性比別 에너지 消散量

3.2.4 強度 低下

그림 11에 나타난 바와 같이, HA1 시험체의 강도 저하율은 처짐비 1.04 x에서 기타 시험체 경우와 유사하나, 처짐비 1.37 x에서 기타 시험체 경우보다 훨씬 큰 강도 저하율을 보인다. 이것은 경계 요소 내 수직 철근을 구속하는 수평 타이 부재의 강도 저하를 지연시키는데 기여하기 때문인 것으로 판단된다.

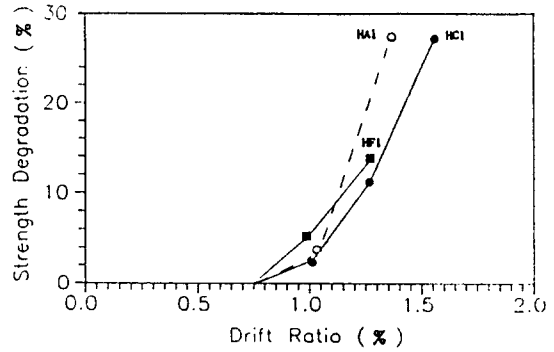


그림 11. 試驗體 HA1, HC1, HF1의 처짐比別 強度 低下

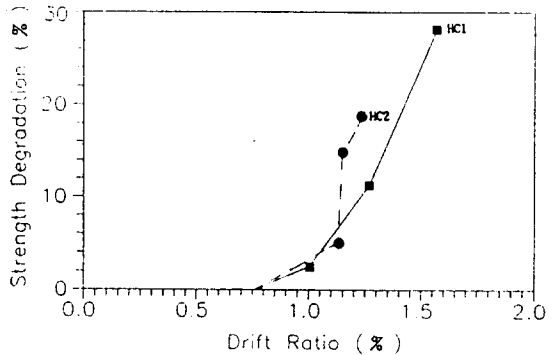


그림 12. 試驗體 HC1, HC2의 처짐比別 強度 低下

HC1과 HC2 시험체의 강도 저하율을 비교하면, HC1 시험체가 HC2 시험체 보다 강도 저하율이 낮음을 알 수 있다. 즉, 수평타이 철근량의 증가와 부재의 강도저하를 지연시키는데 영향을 주는 것으로 판단된다(그림 12 참조).

3.2.5 剛性

각 시험체의 강성은 큰 차이를 보이고 있지 않으나, 수평 타이철근의 간격이 조밀한 HC1, HD1, HE1, HF1, 그리고 HG1 시험체가 안정된 강성 변화를 보였으며, 다른 시험체에 비하여 후반에 높은 루프강성을 보여주었다. 즉, 수평 타이철근이 루프강성을 상대적으로 향상시키는데 기여하는 것으로 나타났다.

4. 結 論

철근 콘크리트 벽식구조 아파트의 최하층 벽체 부분을 1/3 축소 모델링한 장방형 및 바벨형에서 형상비가 2.8이며, 평균 축용력도가 약 0.1fc'인 각시험체의 전체적인 파괴 양상과 이력 거동으로부터 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 본 연구에서 선정된 형 또는 형 수평 타이 철근으로 보강하는 경우, 폐쇄형 표준 후프 로 보강된 경우와 거의 동일한 연성 및 에너지 소산능력을 가지는 것으로 나타났다.

따라서, 형 또는 형 수평 타이철근을 10cm 간격으로 기동식 보강하는 경우, $R = 3.5$ 를 채용 하더라도 무리가 없는 것으로 판단된다.

(2) C형 수평 타이철근을 10 cm 간격으로 기 동식 보강하는 경우에는, $R = 3.5$ 를 채용할 수 없는 것으로 판단된다.

(3) 경계 요소 내 수직 철근을 구속하는 수평 타이철근량, 벽체의 단면 형상이 부재의 강도 저 하를 지연시키는데 기여하는 것으로 나타났다.

(4) 수평 타이철근의 형태에 관계없이 이들 철 근의 간격에 의해서 루프강성이 영향을 받는 것 으로 나타났다.

(5) 수평타이 간격이 조밀한 시험체가 상대적 으로 높은 에너지 소산능력을 확보하고 있는 것 으로 나타났다. 또한, 바벨형 단면이 장방형 단 면보다 높은 에너지 소산능력을 가지는 것으로 나타났다.

參 考 文 獻

(1) J. M. Vallenias, V. V. Bertero and E. P. Popov, "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Structural Walls", Report No. UCB/EERC-79/20, Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California at Berkeley, August, 1979, 23 pp.

(2) R. G. Oesterle, A. E. Fiorato and W. G. Corle, "Reinforcement Details for Earthquake-Resistant Structural Walls", RESEARCH AND DEVELOPMENT, BULLETIN RDO73.01D, PCA, 1980. 12.

(3) 平石久廣 外 4人, "高層壁式ラ-メン 鐵筋 콘크리트造 建物における 壁柱の耐震性能評價 に 關する研究", 日本建築學會 構造係 論文報告 集, 第439號, 1992.9, pp. 133-144.

(4) M. Hiroswawa, "Past Experimental Results on Reinforced Concrete Shear Walls and Analysis on Them", Building Research Institute, Ministry of Construction, March. 1975.

(5) Dumitrescu, D. and Postelnicu, T., "Explanations regarding the reinforced concrete structures ductility notion in seismic areas", Constructions Journal 1, 1979.

(6) 최창식, 윤현도, 이용재, 이리형, "침항복 형 철근콘크리트 저형 전단벽의 전단 내력과 변 형 능력에 관한 실험적 연구", 대한건축학회 논 문집 7권 6호 통권 38호, 1991.12, pp. 207-215.

(7) Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Building(ATC 3-06), Applied Technology Council, National Bureau of Standards, 1978.

(8) M. Saatcioglu, S. L. Wood, and C. W. French, "Deformability of Reinforced Concrete Members", Seismic Engineering : Research and Practice, A.S.C.E., May 1989, pp 847-855.

(9) Salse, E. A., and Fintel M., "Strength, Stiffness and Ductility Properties of Slender Shear Wall", 5th World Conf. on Earthq. Eng., Rome, 1, pp 19-28(1973).

(11) R. Iliya and V. V. Bertero, " Effects of Amount and Arrangement of Wall-Panel Reinforcement on Histeretic Behavior of Reinforced Concrete Walls", Report No. EERC-80/04, EERC, Univ. of California, Berkeley, CA, 1980.

(12) J. Maier, "Shear Wall Tests", Concrete Shear in Earthquake, Elsevier Science Publishers LTD, 1992, pp 85-94.

(13) S. L. Wood, "Observed Behavior of Slender Reinforced Concrete Walls Subjected to Cyclic Loading", American Concrete Institute SP-127, 1991.

(14) Oesterle, R.G.; Fiorato, A.E.; Johal, L.S.; Carpenter, J.E.; Russell, H.G.; and Corley, W.G., "Earthquake Resistant Structural Walls-Tests of Isolated walls", Report to National Science Foundation, Portland Cement Association, skokie, Nov. 1976, 44 pp. (Appendix A, 38 pp.; Appendix B, 233 pp.)

(15) Oesterle, R. G.; Aristizabal-ochoa, J. D.; Fiorato, A. E.; Russel, H. G.; and Corley, W.G., "Earthquake Resistant Structural walls - Tests of Isolated walls - phase II", Report to National Science Foundation, Portland Cement Association, skokie, Oct. 1979, 84 pp. (Appendix A, 35 pp).

(16) ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)", American Concrete Institute, Detroit, 1989.

(17) ACI Committee 318, "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI 318-89)", American Concrete Institute, Detroit, 1989.

(18) A.S. Fiorato, R.G. Oesterle, and J.E. Carpenter, "Reversing Load Tests of Five Isolated Structural Walls", Proc. Int. Symp. Earthquake Struct. Eng., Univ. of Missouri-Rolla, St. Louis, 1976, pp 437-453.